

Analisi non lineari di meccanismi locali di danno in strutture monumentali

Emanuela Curti, Sergio Lagomarsino, Sonia Resemini

DICAT, Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio, Università di Genova, Italia

Sonia Giovinazzi

University of Canterbury, Private Bag 4800, Christchurch 8020, New Zealand

Keywords: local damage mechanisms, monuments, non-linear analysis, rocking systems

ABSTRACT:

Because of their intrinsic typological vulnerability (architectonic complexity, geometry, constructive phases, transformations, etc.) and the poor tensile strength of the masonry, the damage and collapse in monumental structures often take place locally. Due to the dynamic action, the structure is subdivided into “macroelements”, which are characterized by an autonomous structural behaviour. It was pointed out that, if the masonry shows good characteristics, the damage mechanisms develop as loss of equilibrium of rigid blocks capable of sliding and rotating. The static loss of equilibrium does not correspond to the collapse, and the kinematism is able to sustain some horizontal action even after its activation. Actually the out-of-plane local mechanisms of monuments, typically non-linear, show high displacement capacity until collapse, high fundamental period of vibration in the non-linear range that can further increase because of the nearly non-tensile strength of masonry. This implies an accurate definition of the safety check methods referring to the high period range ($T > 2$ s). In this research, overdamped elastic spectra were introduced in order to evaluate the maximum response in terms of displacement for macroelements belonging to monumental structures. The simplified procedure introduces the non-linear kinematic approach for the determination of the capacity curve and overdamped elastic spectra for the evaluation of the earthquake demand in terms of displacement. In case of damage mechanisms located at a certain height in the building, quite far from the ground (for instance, the gable overturning in the church façade or the belfry collapse in the tower), an ad hoc procedure was developed in order to account for the amplified seismic demand at a certain height. A non-linear dynamic model was finalized in order to completely describe the seismic response of a macroelement representing a part of a monumental building. Using this model, several step-by-step non-linear dynamic analyses on the equivalent SDOF systems are performed, employing different input ground motions, to validate the simplified method.

1 PREMESSA

A causa di un'intrinseca vulnerabilità tipologica (geometria, grandi dimensioni, fasi costruttive, trasformazioni, ecc.) e della limitata resistenza a trazione della muratura, il danno ed il collasso negli edifici monumentali si sviluppano nella forma di meccanismi locali. L'azione dinamica del sisma evidenzia, nelle costruzioni monumentali, “macroelementi” (Doglioni *et al.*, 1994) caratterizzati da un comportamento strutturale autonomo.

In presenza di muratura di buona qualità, il danno si manifesta con la perdita di equilibrio di rilevanti porzioni murarie assimilabili a corpi rigidi. Dopo l'attivazione del meccanismo, tali blocchi ruotano e traslano sostenendo spostamenti anche elevati prima del collasso. E' importante osservare che le strutture monumentali sono caratterizzate da grandi capacità

di spostamento, periodi iniziali relativamente elevati e periodi in condizioni non lineari che incrementano notevolmente a causa della limitata resistenza a trazione della muratura (non linearità legata alla fessurazione). Questo comporta la necessità di una accurata definizione degli spettri di spostamento nel campo dei lunghi periodi ($T > 2$ s).

2 CONSIDERAZIONI METODOLOGICHE

Per gli edifici ordinari, la verifica dei meccanismi locali si esegue (ai sensi dell'OPCM 3431/2005 - Allegato 11.C), confrontando la domanda e la capacità in termini spettrali. La capacità viene valutata applicando l'analisi cinematica lineare e non lineare (Analisi Limite dell'Equilibrio) per valutare rispettivamente l'accelerazione di attivazione del cinematismo (per la verifica allo stato limite di danno) e la

capacità di spostamento ultimo (per la verifica allo stato limite ultimo).

L'estensione di questi criteri al caso degli edifici monumentali ha richiesto approfondimenti relativamente alla definizione di un sistema ad 1 grado di libertà (SDOF) non lineare equivalente e di curve di capacità per le configurazioni cinematiche tipiche dei macroelementi. Le caratteristiche dinamiche in fase non lineare nel campo dei lunghi periodi rende inapplicabile il metodo degli spettri anelastici, per la riduzione della domanda; le duttilità risultano, infatti, molto elevate e di conseguenza l'approccio degli spettri anelastici non può essere considerato attendibile, essendo basato sul periodo elastico della struttura.

L'utilizzo di spettri elastici sovrasmorzati per rappresentare la domanda ridotta, è stato approfondito nell'ambito di questa ricerca, con particolare riferimento agli edifici monumentali.

3 ANALISI PER LA SCELTA DI CONFIGURAZIONI CARATTERISTICHE IN STRUTTURE MONUMENTALI

L'analisi su base statistica dei danni sismici alle strutture monumentali in Italia (prevalentemente chiese) ha portato all'identificazione dei meccanismi di danno più frequenti o, comunque, d'interesse per lo studio e dei macroelementi da essi interessati.

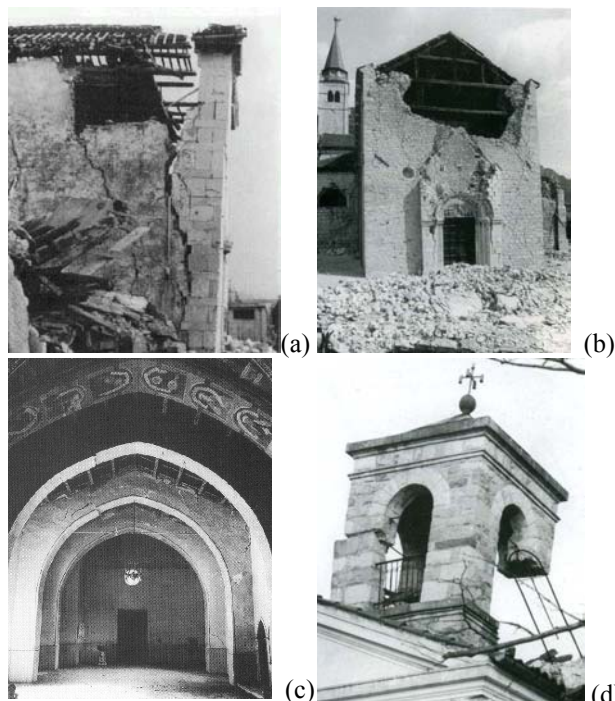


Figura 1. Meccanismi significativi sulla base dell'analisi statistica dei danneggiamenti post sismici subiti dalle chiese: a) ribaltamento globale della facciata; b) ribaltamento della porzione sommitale della facciata; c) meccanismo di danno degli archi trionfali; d) danneggiamento delle celle campanarie (Dagliani *et al.*, 1994).

Negli anni passati, campagne di rilievo dei danni sono state condotte in modo sistematico per il patri-

monio monumentale (Lunigiana e Garfagnana, 1995; Umbria e Marche, 1997; Piemonte, 2000 e 2003; Puglia e Molise, 2002; Salò, 2004). Le informazioni della scheda per il rilievo del danno alle chiese (G.U. n. 55 del 07/03/2006) hanno permesso la creazione di ampi database.

Da un'analisi del danno avvenuto in molti manufatti (630 chiese ed analisi parziale di 1145 chiese umbro-marchigiane), sono state individuate le configurazioni più significative per alcuni macroelementi (Figura 1): gli archi trionfali (meccanismo M13); le facciate (meccanismi M1 – ribaltamento - e M2 – ribaltamento sommitale), i campanili e le celle campanarie (meccanismo M28). Tali configurazioni caratteristiche possono essere rappresentative anche di comportamenti a collasso di altre tipologie, in particolare: archi di saloni nei palazzi, facciate di palazzi monumentali, torri.

Nelle Tabelle 1-3 sono riportati, per i diversi database analizzati, il numero di chiese relativo ai diversi livelli di danno associati ai meccanismi analizzati.

Tabella 1. Distribuzione del danno nei meccanismi ritenuti più significativi per le chiese del Molise danneggiate dal terremoto del 2002.

	Meccanismo			
	M1	M2	M13	M28
Livello 0	228	222	114	101
Livello 1	44	53	38	20
Livello 2	20	18	23	10
Livello 3	8	6	16	4
Livello 4	1	1	3	5
Livello 5	0	1	2	1
Totale	301	301	196	141

Tabella 2. Distribuzione del danno nei meccanismi ritenuti più significativi per le chiese del Piemonte danneggiate dal terremoto del 2003.

	Meccanismo			
	M1	M2	M13	M28
Livello 0	103	167	95	127
Livello 1	45	24	46	17
Livello 2	43	7	30	16
Livello 3	14	6	12	6
Livello 4	0	1	0	1
Livello 5	0	0	0	0
Totale	205	205	183	167

Tabella 3. Distribuzione del danno nei meccanismi ritenuti più significativi per le chiese della Lombardia danneggiate dal terremoto del 2004.

	Meccanismo			
	M1	M2	M13	M28
Livello 0	56	73	36	73
Livello 1	28	20	32	4
Livello 2	15	10	27	5
Livello 3	6	1	6	5
Livello 4	0	1	1	1
Livello 5	0	0	0	1
Totale	105	105	102	89

E' necessario sottolineare, che l'attivazione del danno (condizione legata all'accelerazione di picco) è molto frequente in queste strutture anche per terremoti non particolarmente severi; d'altro canto, livelli di danno elevato si riscontrano decisamente più di rado, a dimostrazione che le strutture monumentali mostrano risorse più elevate per questa condizione (governata dalla risposta in spostamento).

Al fine di analizzare il comportamento sismico di questi manufatti le tipologie di danneggiamento rilevate possono essere tradotte in cinematismi di corpi rigidi che possono essere studiati attraverso modelli meccanici basati sull'analisi limite dell'equilibrio. In Figura 2 sono riportati alcuni meccanismi ricollegabili ai danneggiamenti osservati.

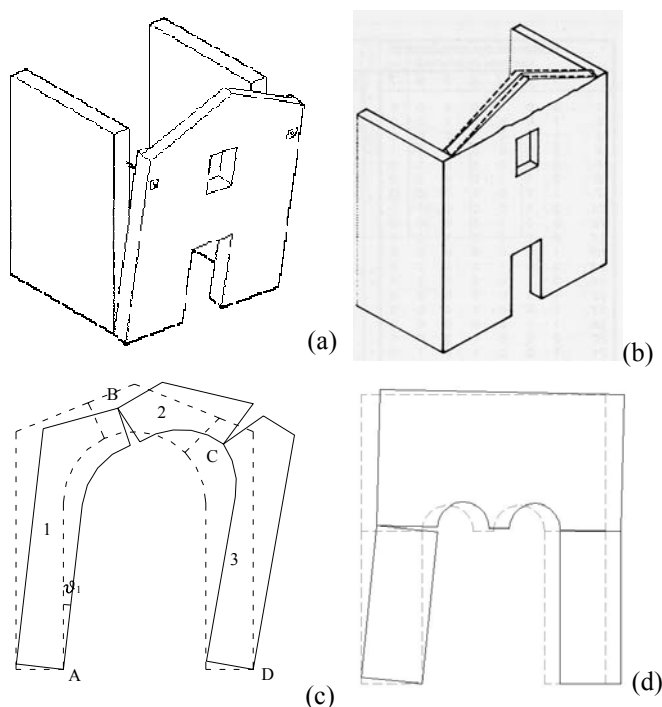


Figura 2. Definizione di possibili cinematismi sulla base dei danneggiamenti osservati, con riferimento alla Figura 1.

4 ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

E' stato messo a punto un modello dinamico non lineare capace di descrivere la risposta sismica di un macroelemento rappresentativo di porzioni di edificio monumentale. Utilizzando tale modello, sono state eseguite un gran numero di analisi dinamiche al passo, su SDOF non lineari ed utilizzando diversi accelerogrammi, a supporto della proposta e della calibrazione di metodi normativi semplificati.

4.1 Il modello dinamico

Per descrivere il comportamento dinamico di un sistema SDOF equivalente ad un macroelemento è stato utilizzato un modello analogo a quello proposto da Housner (1963), caratterizzato da: 1) comportamento elastico non lineare, con ramo softening, 2) dissipazione dell'energia tenuta in conto, nella forza

di richiamo, attraverso il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente.

Con riferimento ad una configurazione cinematica tipica per il macroelemento (Figura 2), la forza di richiamo $r(\theta)$ è stata descritta attraverso la curva di capacità risultante dall'analisi cinematica non lineare come da OPCM 3431/2005 - Allegato 11.C, a cui ci si riferisce per la relativa nomenclatura (Figura 3-b). La curva di capacità per il SDOF equivalente (Figura 3-a) è stata ottenuta considerando il fattore di partecipazione modale e la massa partecipante, calcolati rispetto al vettore degli spostamenti orizzontali. E' stato, inoltre, introdotto un ramo elastico iniziale, al fine di rappresentare una prima deformabilità globale del sistema macroelemento-struttura.

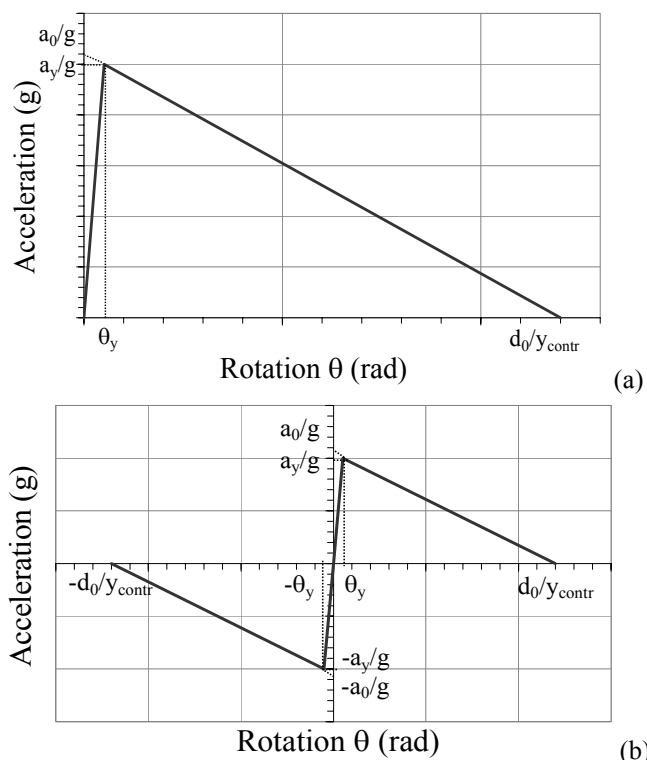


Figura 3: Modello meccanico: a) curva di capacità bilineare con ramo elastico in termini di accelerazione (in unità di g) e rotazioni θ ; b) legame accelerazione-rotazione $r(\theta)$ derivato dalla curva di capacità.

La soluzione numerica dell'equazione del moto, per l'oscillatore non lineare e nel caso di vibrazioni forzate smorzate (1), è stata ottenuta implementando un programma numerico in linguaggio Fortran, dove, per l'integrazione numerica, è stato adottato il metodo esplicito proposto da Runge-Kutta.

$$\ddot{\theta} + \gamma \dot{\theta} + p^2 r(\theta) = -p^2 \frac{a_g(t)}{g} \quad (1)$$

con $\theta = \theta(t)$ grado di libertà rotazionale, $\dot{\theta}$ e $\ddot{\theta}$ derivate temporali prima e seconda, γ coefficiente di smorzamento funzione dello smorzamento viscoso equivalente ξ_{eq} , $r(\theta)$ forza di richiamo, $a_g(t)$ l'accelerazione al suolo, g l'accelerazione di gravità.

Dopo aver considerato diverse formulazioni, lo

smorzamento viscoso equivalente ξ_{eq} è stata definito in funzione del periodo con: 1) un valore costante $\xi_{eq} = 5\%$ per periodi inferiori ad un valore convenzionale assunto $T \leq T_I$ con $T_I = 0.4$ s, 2) un valore costante $\xi_{eq} = 20\%$ per periodi superiori ad un valore finale $T \geq T_F$, 3) una variazione lineare nel range di periodo $T_I \leq T \leq T_F$. Il valore costante $\xi_{eq} = 5\%$ (per $T \leq T_I$) è stato imposto con la finalità di rendere la fase non lineare per quanto possibile indipendente dal valore del periodo iniziale T_i , caratterizzato da notevole incertezza. Il limite superiore $\xi_{eq} = 20\%$ (per $T \geq T_F$) è stato introdotto sulla base di evidenze sperimentali (Doherty *et al.*, 2002).

In questa fase dell'analisi, sono stati identificati intervalli di valori plausibili per i parametri a_0 (accelerazione di attivazione), d_0 (spostamento per cui la curva si annulla), T_i , per definire curve di capacità rappresentative di oscillatori SDOF equivalenti a meccanismi di ribaltamento delle facciate. In particolare, sono state identificate 864 combinazioni per altrettanti SDOF equivalenti, considerando parametricamente i seguenti valori: periodo iniziale T_i ($0.1 \leq T_i \leq 0.6$ s), accelerazione di attivazione a_0 ($0.5 \text{ m/s}^2 \leq a_0 \leq 8 \text{ m/s}^2$), spostamento d_0 ($0.5 \text{ m} \leq d_0 \leq 2.1 \text{ m}$).

4.2 Definizione dell'input sismico

Le analisi dinamiche sono state effettuate con riferimento sia ad accelerogrammi registrati sia ad una base accelerometrica artificiale spettro-compatibile. La base accelerometrica reale, selezionata nell'ambito del Progetto S5 "Definizione dell'input sismico sulla base degli spostamenti attesi" della Convenzione DPC-INGV 2004-2006, è stata fornita dal gruppo di ricerca del Politecnico di Milano. Gli accelerogrammi artificiali sono stati generati con il programma SIMQKE (Gasparini e Vanmarke, 1976) con riferimento agli spettri di progetto EC8 (CEN 2003), per una accelerazione di $a_g = 0.35$ g, classi di suolo A, B e D e durata $t = 15$ s e $t = 20$ s.

4.3 Definizione preliminare della procedura per la valutazione della risposta

La procedura semplificata proposta per la valutazione della risposta sismica di meccanismi legati a edifici monumentali (o loro macroelementi) utilizza l'approccio cinematico non lineare per la descrizione delle curve di capacità e gli spettri elastici sovrasmorzati per la rappresentazione della domanda del terremoto. La prestazione della struttura, in termini di spostamento, è ottenuta dal loro confronto.

Per ciascuno degli 864 sistemi SDOF considerati, è stato valutato il periodo secante $T_{max} = T(\theta_{max})$ corrispondente alla massima rotazione θ_{max} risultante dalle analisi dinamiche. Lo smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq} = \xi_{eq}(T_{max})$ è stato calcolato secondo la correlazione descritta in § 4.1. Lo spettro elastico è stato quindi ridotto tramite il fattore proposto

dall'EC8 (eq. 3.6 in §3.2.2.2), in funzione di ξ_{eq} . In corrispondenza di T_{max} , sono stati valutati lo spostamento atteso $S_d(T_{max})$ e la corrispondente accelerazione spettrale $S_a(T_{max})$ sullo spettro sovrasmorzato, secondo la procedura semplificata. Per la validazione del metodo semplificato, questi valori sono stati confrontati con lo spostamento massimo d_{max} (corrispondente a θ_{max}) e la corrispondente accelerazione $a(T_{max})$ ottenuti dalle analisi dinamiche.

Per ragioni di sinteticità, è stato fatto riferimento ad una particolare modalità di rappresentazione dei risultati (Fig. 4-5), in un formato con doppio asse delle ordinate. In esso sono rappresentati: 1) lo spettro di risposta in spostamento S_d (ridotto con $\xi_{eq}(T)$ definita in §4.1) ed il periodo T ; 2) lo spettro di risposta in accelerazione S_a (ridotto con $\xi_{eq}(T)$ definita in §4.1) ed il periodo T ; 3) lo spostamento massimo d_{max} delle analisi dinamiche ed il periodo T ; 4) l'accelerazione $a(T_{max})$ corrispondente a d_{max} ed il periodo T . La procedura semplificata fornisce valori corretti, rispetto alla risposta dinamica, se il punto d_{max} si trova sullo spettro sovrasmorzato in spostamento S_d e, contemporaneamente, $a(T_{max})$ giace sullo spettro sovrasmorzato in accelerazione S_a .

4.4 Risultati e commenti

La prima fase di validazione del metodo ha previsto l'utilizzo di accelerogrammi spettro-compatibili (§ 4.2). In Figura 4, sono proposti alcuni risultati.

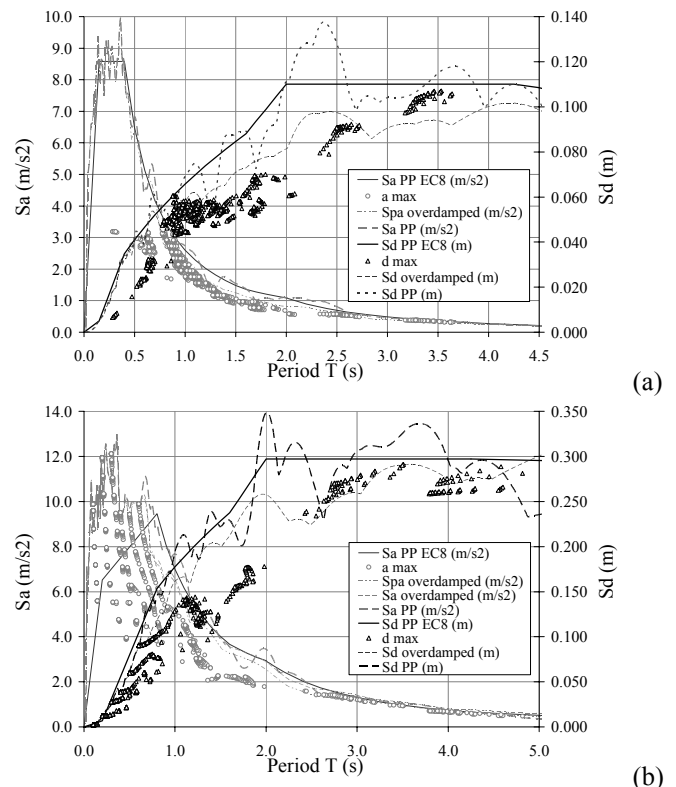


Figura 4: Confronto tra analisi dinamiche e procedura semplificata: (a) suolo A; (b) suolo D.

I risultati dinamici e del metodo semplificato sono confrontati tramite 3 tipi di spettri: 1) lo spettro elastico EC8 ridotto tramite il fattore di riduzione, fun-

zione dello smorzamento, proposto dall'EC8 (S_d PP EC8, S_a PP EC8); 2) lo spettro di risposta ottenuto (con tecniche di convoluzione nel dominio del tempo) sulla base della massima risposta di sistemi SDOF lineari con smorzamento del 5% di sistemi SDOF e ridotto con il fattore dell'EC8 (S_d PP, S_a PP); 3) lo spettro ottenuto sulla base della massima risposta di sistemi SDOF lineari, con fattore di smorzamento calcolato con la relazione in § 4.1 (S_d overdamped, S_a overdamped). La risposta dinamica è affetta da dispersione solo nell'intervallo dei bassi periodi, meno interessanti per lo studio. Se si considerano gli spettri reali dell'accelerogramma (S_d overdamped, S_a overdamped), la previsione del metodo semplificato nel medio-lungo periodo è in perfetto accordo con i risultati dinamici.

La validazione rispetto ad accelerogrammi reali è presentata in Figura 5 per gli eventi EQ1- Umbria-Marche –Colfiorito Casermette e EQ12- Turkey-Duzce1 della base accelerometrica fornita dal gruppo di ricerca del Politecnico di Milano.

Si nota come, per uno spettro in spostamenti caratterizzato da alti contenuti energetici in un intervallo di periodi vicino a T_{max} , la risposta col metodo semplificato sovrastima il valore dell'analisi dinamica. Questo perché nel metodo semplificato la risposta dipende solo da $\xi_{eq}(T_{max})$, mentre dinamicamente il comportamento non-lineare investe un intervallo più ampio di frequenze.

Si rileva peraltro anche la tendenza opposta, nei casi in cui lo spettro in concomitanza di T_{max} sia più basso rispetto ai valori immediatamente inferiori del periodo.

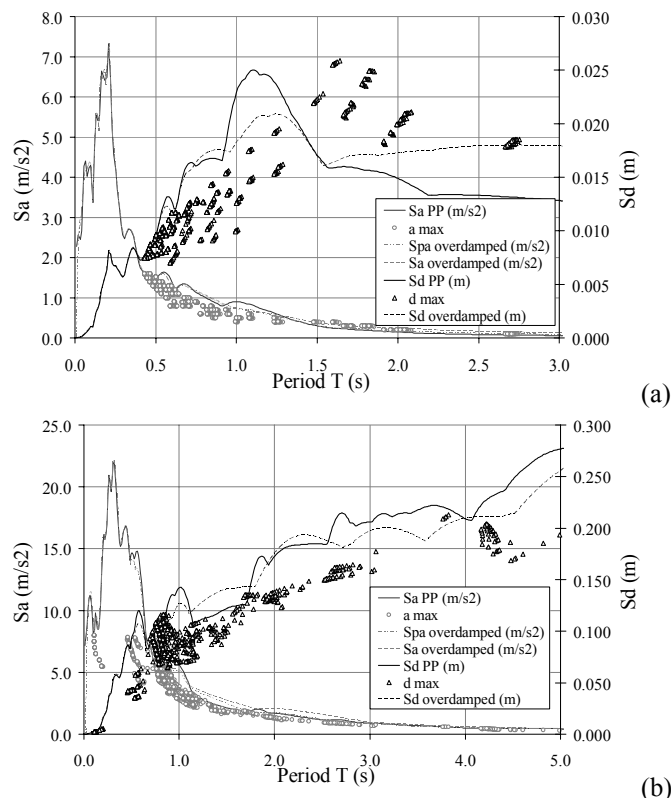


Figura 5: Confronto tra analisi dinamiche e procedura semplificata: (a) EQ 1 - Umbria-Marche –Colfiorito Casermette; (b) EQ 12 - Turkey-Duzce1.

Non è stato possibile correlare questo fatto con grandezze significative dell'input (intensità di Arias, magnitudo, ecc.). Se lo spettro non mostra picchi o gole significative, come in EQ 12 - Turkey-Duzce1, il metodo semplificato fornisce buoni risultati. Ciò risulta di conforto, nel caso di applicazione del metodo con spettri in spostamento di tipo pre-normativo, con andamento regolare (in particolare, bilineare, come quelli prodotto del Progetto S5). In conclusione, i risultati dell'analisi dinamica sono affetti da dispersione solo nell'intervallo dei bassi periodi. I risultati delle analisi dinamiche sono invece in perfetto accordo con quelli del metodo semplificato con spettri sovrasmorzati per periodi medio-lunghi.

Per comprendere l'affidabilità della metodologia semplificata proposta rispetto alla procedura dell'OPCM 3431 (spettro elastico al 5% e periodo secante non in condizioni ultime) sono state effettuate ulteriori analisi dinamiche. Tramite i due metodi, è stata valutata la PGA che porterebbe ad ottenere il performance point in corrispondenza dello spostamento in condizioni ultime d_u^* , come calcolato nell'OPCM 3431/2005 - Allegato 11.C (40% dello spostamento d_0); questo valore di PGA è stato assegnato agli input delle analisi dinamiche (al singolo accelerogramma o in termini di media, a seconda del gruppo considerato). Sono stati utilizzati diversi gruppi di accelerogrammi (ogni gruppo di almeno 7 storie temporali al fine di poter considerare il valor medio dello spostamento massimo ottenuto): il gruppo 1 è rappresentato da accelerogrammi registrati in media compatibili con lo spettro EC8 (Iervolino *et. al.* 2005), il gruppo 2 da accelerogrammi sintetici compatibili con lo spettro EC8.

In Figura 6, è mostrato il rapporto tra spostamento stimato con le due procedure e quello delle analisi dinamiche in caso di differenti valori di periodo secante in condizioni ultime T_u^* e di diversi periodi iniziali T_i assegnati alla struttura equivalente.

Si può notare come, se si considerano gli spettri sovrasmorzati, la previsione del metodo semplificato nel medio-lungo periodo è in buon accordo con i risultati dinamici. Nel caso di breve periodo, la metodologia dell'OPCM 3431 (spettro elastico al 5% e periodo secante non in condizioni ultime) fornisce invece risultati più aderenti alle analisi dinamiche (per un dato spettro al suolo). L'impiego di gruppi di accelerogrammi di tipo differente fa variare notevolmente la qualità della risposta. A lunghi periodi, la stima ottenuta tramite il metodo semplificato proposto appare ben approssimare i risultati dinamici in caso di accelerogrammi registrati (gruppo 2). Invece, utilizzando gli accelerogrammi spettro-compatibili (gruppo 1), si nota che il metodo appare cautelativo.

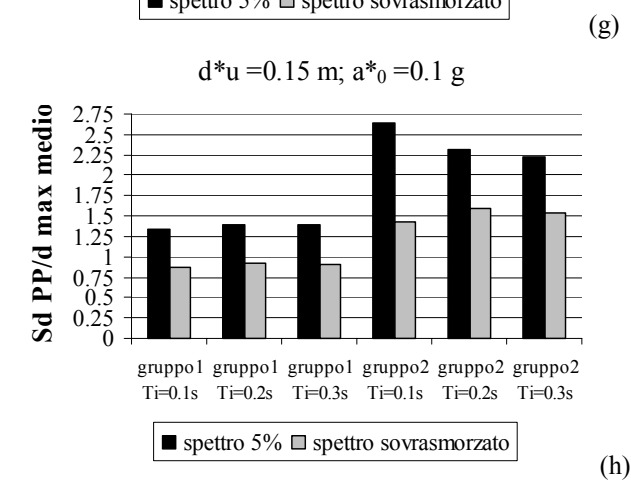
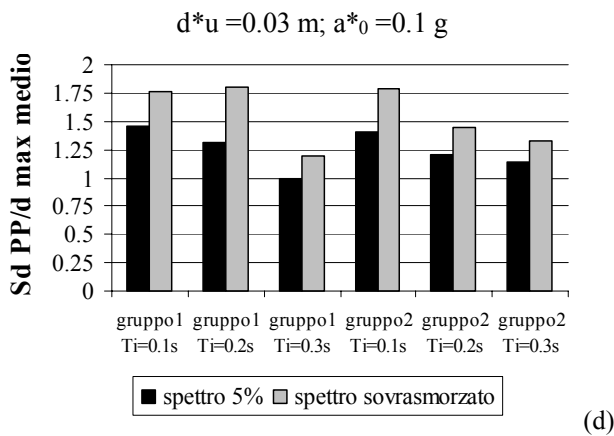
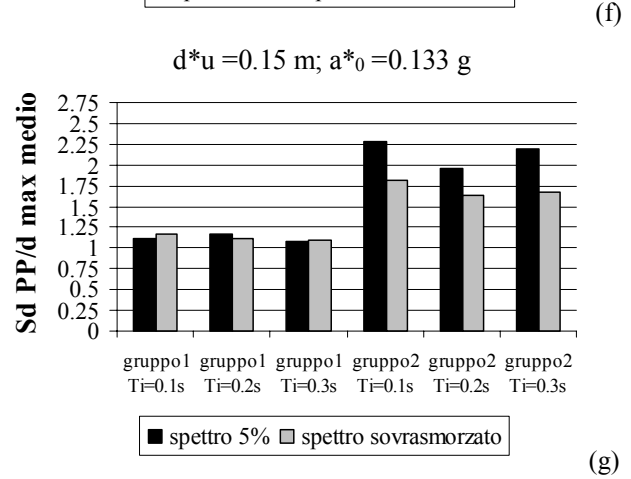
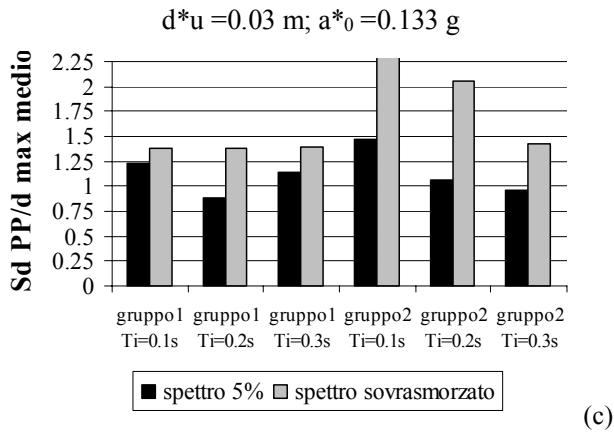
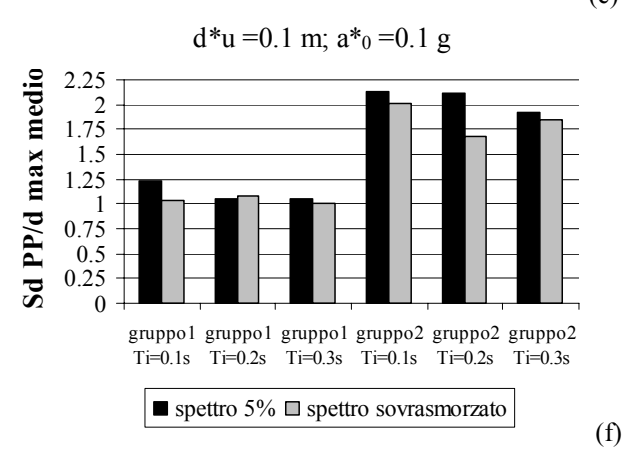
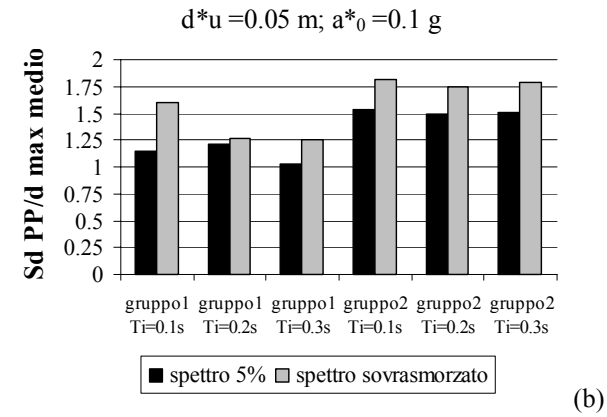
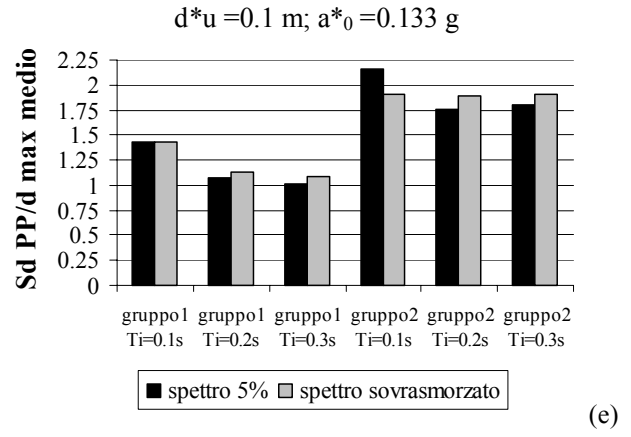
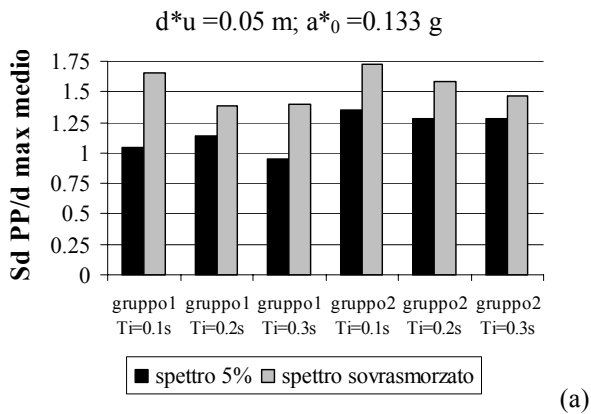


Figura 6: Rapporto tra spostamento atteso con le procedure semplificate e le analisi dinamiche: (a) $T_{u^*} = 1.34 \text{ s}$; (b) $T_{u^*} = 1.55 \text{ s}$; (c) $T_{u^*} = 1.04 \text{ s}$; (d) $T_{u^*} = 1.20 \text{ s}$; (e) $T_{u^*} = 1.89 \text{ s}$; (f) $T_{u^*} = 2.19 \text{ s}$; (g) $T_{u^*} = 2.32 \text{ s}$; (h) $T_{u^*} = 2.68 \text{ s}$.

5 FORMULAZIONE DEL METODO PER LA VERIFICA DI STRUTTURE MONUMENTALI ED ESEMPI APPLICATIVI

La procedura semplificata, proposta per la valutazione della risposta sismica di meccanismi in edifici monumentali, utilizza l'approccio cinematico non lineare per la descrizione delle curve di capacità e gli spettri di spostamento elastici sovrasmorzati per la rappresentazione della domanda del terremoto.

5.1 Procedura di verifica per meccanismi locali in strutture monumentali

I principali passi della procedura sono articolati come segue:

Step 1: identificazione del meccanismo cinematico di collasso.

Step 2: valutazione del moltiplicatore sismico α_0 che induce l'attivazione del meccanismo, attraverso l'analisi limite dell'equilibrio (Principio dei Lavori Virtuali), come in eq.(2).

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi} \quad (2)$$

dove la nomenclatura è quella dell' Allegato 11.C (OPCM 3431/2005).

Step 3: valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale.

Step 4: trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità (oscillatore equivalente), ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali e valutazione dello spostamento ultimo a collasso d_u^* (il minimo tra il 40% spostamento d_0^* per cui l'equilibrio è possibile solo in assenza di azione sismica e lo spostamento corrispondente a situazioni di incompatibilità locali, per es. sfilamento di travi). Le equazioni 3-4 fanno riferimento alla nomenclatura dell'Allegato 11.C (OPCM 3431/2005).

$$a^* = \frac{\alpha \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} \quad (3)$$

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad (4)$$

Step 5: valutazione del performance point (e corrispondente spostamento $\Delta(T_u^*)$ che rappre-

senta la domanda sismica) su uno spettro opportunamente sovrasmorzato, in cui lo smorzamento equivalente è valutato come in §4.1, in corrispondenza del periodo secante T_u^* , per lo spostamento ultimo stimato d_u^* . Lo spettro di riferimento è quello bilineare (smorzamento $\xi=5\%$) proposto nel Progetto S5, in eq.(5), ridotto tramite il fattore η_D in eq.(6) per ottenere la forma sovrasmorzata.

$$\Delta(T) = \begin{cases} 2.5 \cdot \frac{T_c' T}{(2\pi)^2} \cdot a_g \cdot \eta_D \cdot S \cdot F_1 & T \leq T_D \\ D_{10} \cdot \frac{T_c'}{T_c^A} \cdot \eta_D \cdot S \cdot F_2 & T > T_D \end{cases} \quad (5)$$

$$\eta_D(T) = \begin{cases} \eta_0 = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} & T \leq 7 \text{ s} \\ 0.066(1 - \eta_0)T + 22\eta_0 - 7 & 7 \text{ s} < T \leq 15 \text{ s} \end{cases} \quad (6)$$

in cui T_c' è pari a T_c del suolo considerato (T_c^A per il suolo A), a_g è l'accelerazione di picco al suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, D_{10} è lo spostamento spettrale a lungo periodo su suolo di categoria A con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, ed i parametri sono dati nella Tabella 4.

Tabella 4: Valori dei parametri spettrali.

Tipo di suolo	Normativa		Da relazione di attenuazione	
	T_c'	S	F_1	F_2
B	0.5	1.25	0.77	0.65
C	0.5	1.25	1.29	0.83
D	0.8	1.35	1.28	0.67

Il periodo T_D è dato dalla eq.(7).

$$T_D = \frac{(2\pi)^2 \cdot D_{10} \cdot F_2}{2.5 \cdot T_c^A \cdot a_g \cdot F_1} \quad (7)$$

Step 6: verifiche di sicurezza, attraverso il confronto tra la domanda di spostamento $\Delta(T_u^*)$ e la capacità d_u^* .

Nel caso di meccanismi di danno situati ad una certa altezza all'interno della struttura (per esempio, vele in facciata, celle campanarie), è stata sviluppata una procedura per valutare la domanda sismica amplificata alle varie quote: essa risulta influenzata sia dalle caratteristiche dinamiche del meccanismo, sia dall'interazione con la struttura.

5.2 Valutazione dello spettro sismico per meccanismi a quota diversa dal piano campagna

Al fine di valutare la risposta sismica di strutture poste in elevazione, sulla base di una serie di analisi dinamiche condotte su un campione esteso di modelli relativi a campanili del Friuli danneggiati dal terremoto del 1976, è stato possibile formulare una

forma spettrale in grado di tenere in conto dell'effetto filtro operato dalla struttura sull'input al suolo (Curti, 2007). Tale formulazione si basa su alcune proposte presenti in letteratura (Singh, 1975; Burdisso e Singh, 1987) nate al fine di definire il corretto input sismico da utilizzare per la verifica sismica di elementi tradizionalmente considerati non strutturali o impianti (tubazioni del gas, condotti elettrici, generatori d'emergenza, impianti ascensore, controsoffitti, computers, impianti di centrali, cisterne ecc.). Questi studi si basano sulla dinamica aleatoria e propongono la definizione dell'input direttamente in termini spettrali (*floor spectra*) unicamente sulla base della conoscenza dello spettro dell'input al suolo e delle principali caratteristiche dinamiche della struttura principale (frequenze, forme modali e coefficienti di partecipazione modale dei modi ritenuti significativi). Sulla base di tali proposte e dei risultati delle analisi dinamiche condotte, è stato possibile definire una forma spettrale che, pur computando in maniera idonea l'effetto filtro operato dalla struttura sull'input al suolo, fosse il più possibile semplice in modo da poter essere utilizzabile a livello progettuale. La formulazione proposta in termini di spettro di risposta in spostamento, e quindi la domanda in termini di spostamento $\Delta(T)$, risulta dalla eq.(8).

$$\Delta(T) = \sum_{r=1}^n \begin{cases} \frac{T^2}{T_r^2} \frac{\Delta_{h=0}(T_r) |\gamma_r \psi_r(z)|}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{T}{T_r}\right)^2\right]^2 + \frac{0.02}{\eta_D^2(\xi_s)} \left(\frac{T}{T_r}\right)}} & T \leq T_r \\ \frac{T^2}{T_r^2} \frac{\Delta_{h=0}(T_r) |\gamma_r \psi_r(z)|}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{T}{T_r}\right)^2\right]^2 + 0.02 \left(\frac{T}{T_r}\right)}} \cdot \eta_D(\xi_s) & T > T_r \end{cases} \quad (8)$$

dove:

T : periodo per cui si calcola l'ordinata spettrale;

n : numero di modi ritenuti significativi;

γ_r coefficiente di partecipazione modale della struttura complessiva relativo all'*r-esima* forma modale Ψ_r ed alla direzione dell'azione sismica di verifica;

$\psi_r(z)$: componente dell'autovettore relativo all'*r-esima* forma modale Ψ_r alla quota z della sottostruttura in esame e nella direzione dell'azione sismica di verifica;

T_r : periodo proprio del *r-esimo* modo della struttura complessiva;

$\Delta_{h=0}$: spettro di risposta in spostamento agente al suolo (smorzamento pari al 5%);

ξ_s : fattore di smorzamento relativo al critico della sottostruttura in esame;

η_D : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento ξ diverso dal 5% e definito in eq.(6), in cui ξ è da intendersi come ξ_s .

Si sottolinea come la domanda sismica proposta,

pur consentendo di condurre un'analisi della definizione della risposta della sottostruttura separatamente dal resto dell'edificio, non trascura l'interazione dinamica tra le due porzioni. A tale proposito occorre rilevare, infatti, come i termini T_r , γ_r e ψ_r siano riferiti alla struttura complessiva (sottostruttura e struttura principale).

Al fine di ottenere risultati idonei nel caso di meccanismi posti in prossimità del suolo, la domanda sismica può essere assunta come l'involuppo dello spettro al suolo e di quello proposto. Ciò, infatti, permette di ottenere forme spettrali non modificate per macroelementi posti in prossimità del suolo e, contemporaneamente, tenere in conto dell'effetto filtro operato dalla struttura per quelli posti a quote elevate.

La definizione della risposta di un macroelemento posto ad una certa quota della costruzione richiede una procedura iterativa maggiormente complessa rispetto a quella necessaria nel caso di macroelementi posti al suolo. In questo caso, ad ogni passo relativo alla ricerca del performance point (Step 6), infatti, è necessario ipotizzare la forma dello spettro dato che questa dipende dalle caratteristiche dinamiche dell'intera struttura che, a loro volta, risultano definite in funzione del periodo secante ipotizzato per la sottostruttura.

5.2.1 Stime semplificate per valutare la domanda sismica amplificata a varie quote

Sebbene per valutare le caratteristiche dinamiche dei singoli manufatti sia preferibile eseguire analisi più dettagliate (per es., analisi modali, ecc.), si propongono alcune formulazioni approssimate per stimare le grandezze necessarie all'utilizzo dello spettro della domanda sismica amplificata a varie quote in eq.(8).

Nel caso delle seguenti formulazioni viene considerato esclusivamente il primo modo di vibrazione della struttura. Si assuma una forma modale Ψ_r lineare, nella direzione dell'azione sismica di verifica, per cui la componente di spostamento a quota z vale:

$$\psi_r(z) = \frac{z}{H} \quad (9)$$

dove H è il valore di riferimento dell'altezza della struttura, indicata a seconda della tipologia.

Si riportano in Tabella 5 alcune indicazioni per valutare i termini T_r , γ_r e $\psi_r(z)$ riferiti alla struttura complessiva, a seconda della tipologia.

Tabella 5: Formulazioni approssimate per T_r , γ_r e $\psi_r(z)$.

Tipologia	Periodo T_r (s)	Coeff. di partecip. modale γ_r	H altezza della struttura
Edifici, palazzi (n = n° piani)	$0.05H^{3/4}$	$\frac{3n}{2n+1}$	quota di colmo
Chiese	$0.07H^{3/4}$	1.1	quota di gronda
Campanili, torri	$0.04H$	1.5	quota di gronda

Le formulazioni semplificate per il periodo T_r dei campanili sono dedotte da statistiche sui risultati di analisi modali di modelli FEM a trave equivalente, rappresentativi di strutture reali (31 campanili del Friuli); per i palazzi è stata utilizzata la formula di normativa, mentre per le chiese l'espressione deriva da valutazioni di scala a partire da geometrie prototipo. In questa forma semplificata, il periodo T_r viene assunto costante, ovvero non dipendente dalla non linearità del macroelemento interessato dal cinematisimo. Per i coefficienti di partecipazione modale γ_r della struttura complessiva, la formulazione per i palazzi si basa sull'ipotesi di masse di piano e altezze di interpiano costanti, per le torri e campanili dall'ipotesi di massa uniformemente distribuita in altezza e per le chiese è dedotta dalla formula dei palazzi ipotizzando un comportamento simile ad edifici con al massimo due orizzontamenti.

Sebbene le diverse caratteristiche dinamiche della struttura complessiva (struttura principale e sottostruttura) siano in realtà dipendenti dello stato di danneggiamento della sottostruttura (in cui si ipotizza concentrato il danno), le espressioni approssimate riportate in Tabella 5 e in eq.(9) possono ugualmente essere utilizzate qualora non sia possibile disporre di un modello maggiormente accurato in grado di valutare tale aspetto, evitando di ricorrere alla procedura iterativa per la definizione del performance point.

5.3 Esempi applicativi

Durante la ricerca, sono stati sviluppati esempi applicativi con diverse finalità. Da un lato, sulla base di informazioni geometriche e costruttive su strutture reali (archi trionfali delle chiese di Catania), si è cercato di stimare la capacità di spostamento ultimo di configurazioni tipiche per strutture monumentali, secondo la procedura proposta (curva di capacità dall'Analisi Limite dell'Equilibrio). Dall'altro, si è cercato di proporre un esempio reale per descrivere nel dettaglio la procedura. Per questione di brevità, nel seguito è riportato solo quest'ultimo.

5.3.1 Analisi sismica eseguita sulla facciata della chiesa di San Nicola di Bari a Macchia Valforte (CB)

Un esempio, descritto nel dettaglio, su cui si è eseguita l'analisi sismica è stato la chiesa di San Nicola

di Bari a Macchia Valforte (CB) di cui si riportano delle foto in Figura 8. Di questa chiesa sono stati rilevati i danni a seguito del terremoto del 31 ottobre 2002 che si è verificato in Molise e Puglia.

Per il rilievo dei danni (Tabella 6) è stata utilizzata la scheda di II livello per le chiese (D.P.C.M. 23 febbraio 2006) che cataloga i danni e la vulnerabilità secondo la logica dei meccanismi di collasso locali attivabili (danno secondo la scala macrosismica EMS da 0 a 5).

Tabella 6: Rilievo del danno.

	MECCANISMI ATTIVABILI (0) E ATTIVATI (1-5)	Livello di danno EMS 98
1	M1 Ribaltamento della facciata	2 Medio
2	M2 Sommità della facciata	2 Medio
3	M3 Piano della facciata	1 Lieve

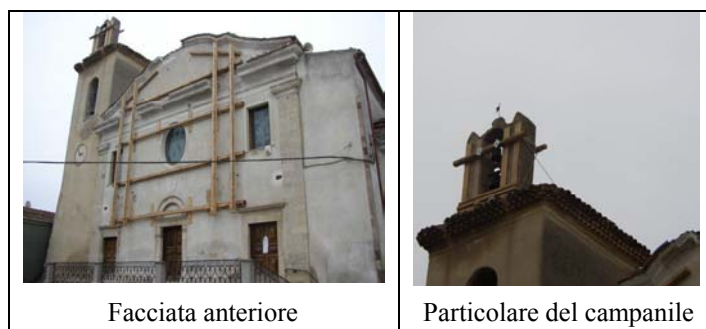


Figura 8: Fotografie di San Nicola di Bari a Macchia Valforte.

L'analisi che viene condotta sui vari meccanismi non si pone l'obiettivo di verificare se i danni rilevati sono gli stessi che derivano dai risultati della procedura. Infatti, i danni rilevati derivano dall'evento sismico del 2002 (intensità macrosismica I_{MCS} 7 a Macchia Valforte), mentre la procedura esegue le verifiche considerando la massima pericolosità del sito come riportato dalle mappe di pericolosità in accelerazione e dagli spettri in spostamento del Progetto S5. Nonostante questo, può essere utile un confronto tra le indicazioni dei danni attivati nella realtà e i risultati ottenuti da un modello meccanico.

Il primo meccanismo considerato è il ribaltamento della facciata con la cerniera cilindrica posta alla base della chiesa (Figura 9-a). Dall'analisi eseguita sulla muratura non si è notato un significativo ammorso tra le pareti laterali e la facciata: di ciò si è tenuto conto nella realizzazione del modello. E' stato considerato un arretramento della cerniera pari al 5% dello spessore della parete per tenere conto della limitata resistenza a compressione della muratura (Giuffrè, 1993). Per la valutazione dei carichi si è considerato un peso specifico della muratura pari a 21 kN/m^3 , e si è considerato il peso della copertura P_i di mezza campata che grava sulla facciata e l'azione inerziale legata al peso della copertura P_j che si trova tra due irrigidimenti trasversali depurata da quello già considerato nel calcolo precedente. In questo caso P_j è presente in quanto gli elementi capriati che costituiscono la copertura hanno scarsa ri-

gidezza fuori dal piano. Per la valutazione della domanda di accelerazione spettrale si è considerato un valore di accelerazione orizzontale massima $a_g=0.225$ g, un valore dello spostamento spettrale a lungo periodo D_{10} pari a 0.16 m e la categoria di suolo B.

Il valore del moltiplicatore di attivazione è pari a $\alpha_0=0.05$. In Figura 9-b si trova la verifica a stato limite ultimo mediante lo spettro in spostamento sovrasmorzato; come si può osservare risulta non soddisfatta.

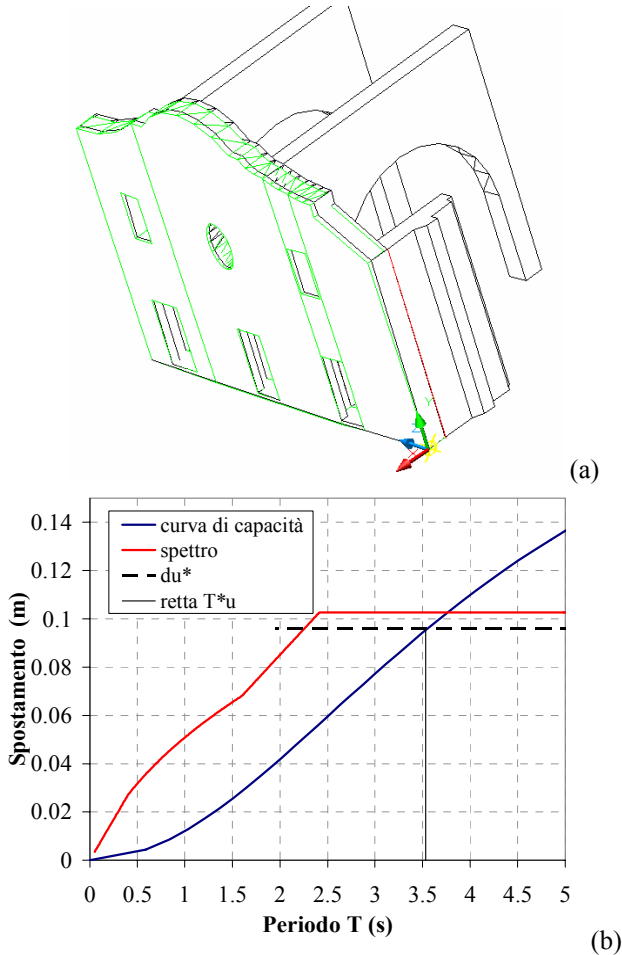


Figura 9: (a) Configurazione variata del meccanismo di ribaltamento della facciata alla base; (b) verifica allo stato limite ultimo.

Inoltre, si è considerato il ribaltamento della facciata intorno ad una cerniera cilindrica posta in corrispondenza delle aperture (Figura 10-a). I carichi considerati sono gli stessi di quelli utilizzati nell'analisi precedente. In questo caso si può osservare come il valore del moltiplicatore di attivazione del meccanismo sia maggiore ($\alpha_0=0.08$) rispetto a quello trovato con il meccanismo precedente. In Figura 10-b, si trova verifica a stato limite ultimo eseguita mediante lo spettro di spostamento sovrasmorzato e valutato alla quota delle aperture: essa risulta soddisfatta. Si fa notare che lo spettro di domanda, in questo caso di meccanismo posti in prossimità del suolo, è assunto come l'involuppo dello spettro al suolo e di quello proposto.

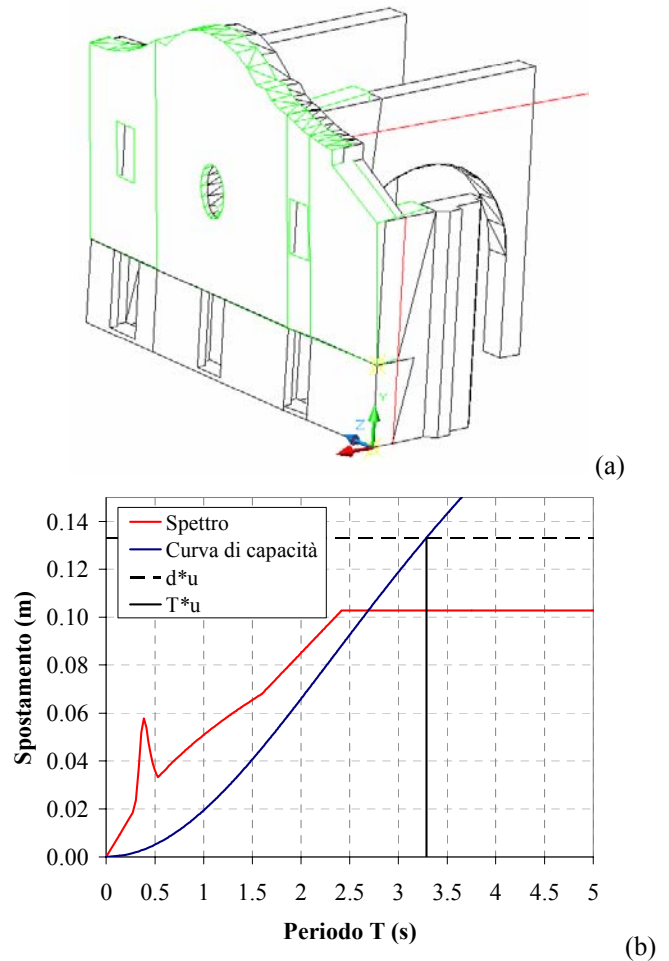


Figura 10: (a) Configurazione variata del meccanismo di ribaltamento della facciata a quota delle aperture; (b) verifica allo stato limite ultimo.

Tra i vari meccanismi che possono essere attivati da un evento sismico, è stato analizzato anche il ribaltamento del timpano. In questo caso, i carichi considerati sono solo quelli della navata centrale. Il valore del moltiplicatore di attivazione del meccanismo è pari a $\alpha_0=0.48$. In Figura 11, si riporta la configurazione variata del meccanismo considerato e il risultato della verifica effettuata mediante lo spettro di spostamento sovrasmorzato e valutato alla quota del timpano; anche in questo caso è soddisfatta. E' da notare che, nell'esempio, l'elevata quota del meccanismo rispetto all'altezza complessiva della struttura comporta una modifica sostanziale dello spettro di domanda rispetto a quello al suolo, a causa dell'effetto filtro operato dall'intera struttura. A differenza del meccanismo del ribaltamento parziale della facciata alla quota delle aperture (Figura 10), nel caso in esame, lo spettro di domanda, pur essendo definito dall'involuppo dello spettro al suolo e di quello proposto nell'eq.(8), risulta sostanzialmente definito da quest'ultimo, mentre lo spettro al suolo è caratterizzato da ordinate spettrali minori.

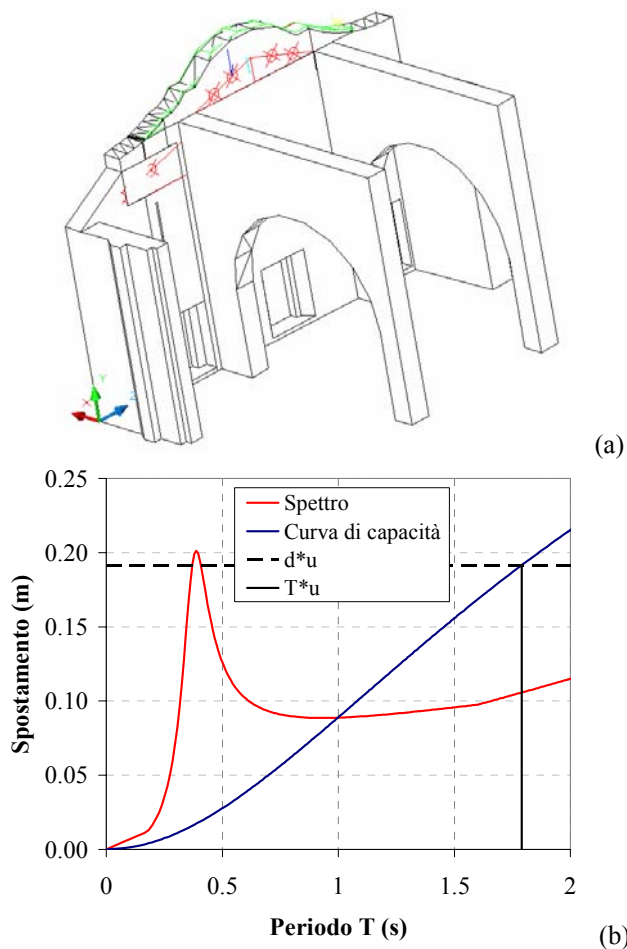


Figura 11: (a) Configurazione variata del meccanismo di ribaltamento del timpano della facciata; (b) verifica allo stato limite ultimo.

Oltre al ribaltamento del timpano, è stato considerato anche il ribaltamento della parte superiore del timpano con la cerniera cilindrica posta all'altezza in cui si poggia la copertura. In questo caso il carico considerato è stato solo quello dovuto al peso proprio del blocco. L'assenza di ulteriori forze inerziali spiega perché il valore del moltiplicatore di attivazione del meccanismo sia maggiore ($\alpha_0=0.88$) rispetto a quello trovato negli altri casi. In Figura 12, si riporta la configurazione variata del meccanismo considerato e il risultato della verifica effettuata mediante lo spettro di spostamento sovrasmorzato e valutato alla quota della porzione di timpano; la verifica risulta soddisfatta. Analogamente a quanto visto per il meccanismo di ribaltamento del timpano la forma spettrale è sensibilmente modificata rispetto a quella agente al suolo e sostanzialmente definita unicamente dallo spettro proposto in eq.(8).

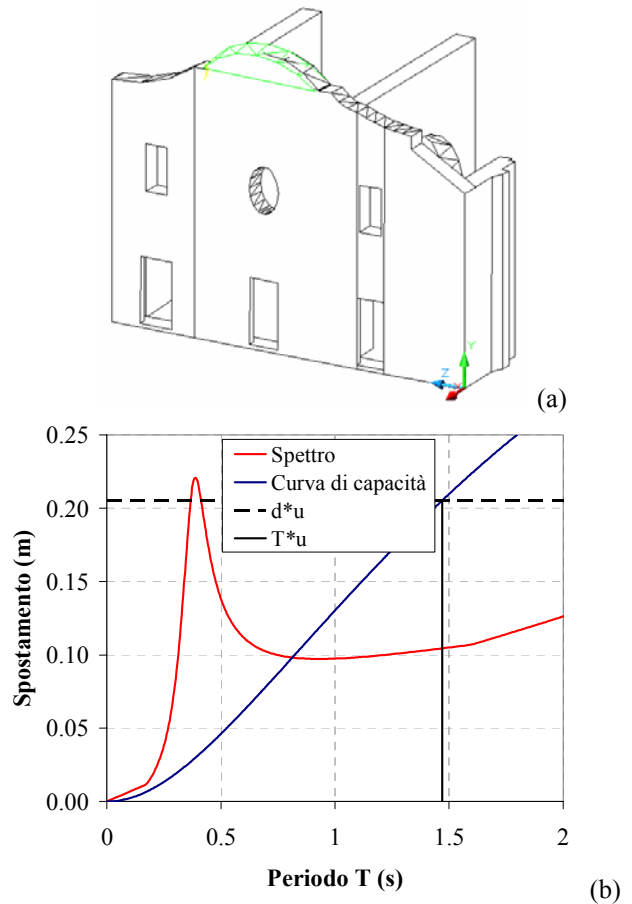


Figura 12: (a) Configurazione variata del meccanismo di ribaltamento della sommità del timpano della facciata; (b) verifica allo stato limite ultimo.

Al fine di valutare l'effetto di un possibile intervento di miglioramento, si sono inserite delle catene longitudinali di 30 mm di diametro a cui viene applicato un tiro di 20 kN, poste a 8.4 m d'altezza dalla base della struttura.

In Tabella 7 si ritrovano i valori dei moltiplicatori dei diversi meccanismi analizzati della chiesa di San Nicola di Bari.

Tabella 7: Valutazione dei moltiplicatori delle diverse analisi.

Tipo di meccanismo	α_0 senza catene	α_0 con catene
Ribaltamento alla base	0.05	0.08
Ribaltamento in corrispondenza della discontinuità	0.08	0.12
Ribaltamento del timpano	0.48	invariati
Ribaltamento parte superiore del timpano	0.88	invariati

In Tabella 8 si possono osservare i valori dello spostamento ultimo d_u^* e dei rapporti tra capacità e domanda in termini di spostamento (d_u^*/Δ_d) nelle situazioni senza catene e con le catene. Questo rapporto rappresenta il fattore di sicurezza secondo l'analisi cinematica non lineare con spettri sovrasmorzati, grazie al quale è possibile fornire un giudizio sulla sicurezza della struttura rispetto ai meccanismi analizzati.

Tabella 8: Rapporto d_u^*/Δ_d senza catene e con le catene.

Tipo di meccanismo	d_u^* (m)	$d_{u\text{ cat.}}^*$ (m)	(d_u^*/Δ_d)	$(d_{u\text{ cat.}}^*/\Delta_d)$
Ribaltamento alla base	0.10	0.20	0.97	2.00
Ribaltamento in corrispondenza della discontinuità	0.13	0.25	1.30	5.31
Ribaltamento del timpano	0.19	invariati	2.10	invariati
Ribaltamento parte superiore del timpano	0.20	invariati	2.01	invariati

Dal confronto dei danni osservati, sebbene con le limitazioni e precisazioni già esposte, si evidenzia come il meccanismo del ribaltamento alla base sia rilevato anche dal modello meccanico, mentre la vulnerabilità del meccanismo in sommità della facciata sembra non essere perfettamente colta. E' da notare, però, che l'attribuzione del grado di danno 2 è stata probabilmente influenzata dal distacco del cornicione (danno non strutturale), non rappresentato ovviamente dal modello meccanico.

Nell'esempio della chiesa di S. Nicola, si evince come il meccanismo più vulnerabile risulti il ribaltamento globale della facciata; questo è legato in parte al giudizio sull'ammorsamento non buono con le pareti laterali. D'altro canto, i meccanismi in sommità della facciata risultano meno penalizzanti, anche grazie al fatto che lo spessore del muro rimane costante anche nella parte superiore della facciata.

6 RISULTATI E COMMENTI

In conclusione (anche in riferimento alle considerazioni su strutture reali, su cui si è stimata la capacità di spostamento ultimo), le configurazioni tipiche per ribaltamento globale di facciate o meccanismi a quattro cerniere per archi trionfali mostrano capacità di spostamento ultimo elevate (per es., $0.1\text{m} < d_u^* < 0.6\text{m}$, periodo secante $2.0\text{s} < T < 4.5\text{s}$). Questi valori non considerano, però, la limitata resistenza a compressione del materiale, per cui l'effettiva capacità può risultare ridotta anche del 40-50% rispetto ai suddetti valori, restando tuttavia elevata rispetto ai valori di pericolosità. Al fine di comprendere la possibile riduzione di capacità, è utile citare i lavori di Giuffrè (1993), in cui, per considerare la limitata resistenza a compressione, il problema è trasformato in termini geometrici, arretrando la posizione della cerniera rispetto allo spigolo di rotazione quanto più la qualità della muratura è scarsa (implicitamente si tiene conto del rapporto tra tensione agente e resistenza).

Problematiche possono sorgere nel caso di elementi di piccolo spessore e/o situati ad una quota elevata nella struttura (situazioni di particolare amplificazione della richiesta di spostamento, per esempio

nelle celle campanarie). Va tuttavia considerato che in molti casi reali, limitazioni della capacità di spostamento nascono da incompatibilità locali (sfilamento travi, ecc.), per cui anche valori di spostamento spettrale più piccoli possono portare alcuni macroelementi allo stato limite ultimo.

Inoltre, è necessario notare che le stime di capacità si riferiscono ad una condizione ultima, vicina al collasso, ed è quindi lecito aspettarsi un danneggiamento rilevante anche per domande sismiche di spostamento ben inferiori (dopo l'attivazione del meccanismo, che di solito avviene per terremoti anche non particolarmente severi, la struttura è in grado di sostenere spostamenti anche elevati prima del collasso).

RINGRAZIAMENTI

La ricerca è stata sviluppata nell'ambito del Progetto S5 "Definizione dell'input sismico sulla base degli spostamenti attesi", coordinato da Ezio Faccioli e Antonio Rovelli, finanziato dalla Convenzione DPC-INGV 2004-2006. In particolare, si desidera ringraziare l'unità di ricerca del Politecnico di Milano.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bommer, J.J., Mendis R. (2005). Scaling of spectral displacement ordinates with damping ratios. *Earth. Eng. Struct. Dyn.*, 34:145-165.
- Burdisso, R. A., Singh, M. P. (1987). Multiply supported secondary systems part II: seismic inputs, *Earth. Eng. Struct. Dyn.*, 15, pp.73-90.
- CEN (2003). EC8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee For Standardization, Brussels.
- Curti, E. (2007). *Vulnerabilità sismica delle torri campanarie: modelli meccanici e macrosismici*, Tesi di dottorato, Università di Genova.
- Doglion, F., Moretti, A., Petrini, V. (1994). *Le chiese e il terremoto*. Trieste: Edizioni LINT.
- Doherty, K.T., Griffith, M.C., Lam, N., Wilson, J. (2002). Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *Earth. Eng. and Struct. Dyn.*, 2002;31(4). pp. 833-50.
- D.P.C.M. 23 febbraio 2006, *Approvazione dei modelli per il rilevamento dei danni, a seguito di eventi calamitosi, ai beni appartenenti al patrimonio culturale*, G.U. n. 55 del 07/03/2006.
- Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earth. Spectra*, 16(3): 573-592.
- Gasparini, D. and Vanmarke E. H. (1976), *Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra*, M.I.T., Department of Civil Engineering Research Report R76-4, Order No. 527.
- Giuffrè, A., *Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso di Ortigia*, Ed. Laterza, Bari, 1993.
- Housner, G.W. (1963). The behaviour of inverted pendulum structures during earthquakes, *Bullettin of the Seismological Society of America*, 17, pp.40-417.
- Iervolino, I., Cornell, C.A. (2005). Record selection for non linear seismic analysis of structures, *Earthquake Spectra*, 21(3), pp. 685-713.
- OPCM, n° 3431, 3 Maggio 2005. *Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*. Gazzetta Ufficiale n° 107 del 10 Maggio 2005.
- Singh, M. P. (1975). Generation of seismic floor spectra, *J. Eng. Mech. Div., ASCE*, 101, EM5, 593-607.